

# RETOS DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE EN UN ENTORNO URBANO DENSO USANDO TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS

Juan B. Bernal<sup>1</sup> y Alan R. Crumley<sup>2</sup>

**Resumen:** La construcción de un puente sobre una vía primaria de seis carriles en un entorno urbano imponía limitaciones de espacio y tiempo para la construcción. La presencia de unos 30-40 pies de suelos blandos en el perfil complicaba la situación, añadiendo problemas potenciales de capacidad de sustentación, asentamientos, y fricción negativa. El uso de la técnica de precarga estaba limitado por el espacio de construcción, mientras que la construcción de un viaducto resultaba más costosa que la aplicación de técnicas de mejoramiento del suelo. Para llevar a cabo la construcción, se combinó el uso de varias técnicas de mejoramiento de suelo. Columnas de piedra y una platea de relleno selecto reforzado sirvieron para aumentar la capacidad de carga del terreno y su rigidez. Para contener las rampas de relleno asociadas al puente, se utilizaron muros verticales con suelo mecánicamente estabilizado. La fricción negativa generada por el relleno se minimizó aislando el pilote del relleno, mientras que la fricción negativa ocasionada por el terreno in situ se consideró como una carga estructural en el diseño. Los asentamientos medidos durante la construcción no sobrepasaron 5 pulgadas en la localización más crítica. En los primeros dos años de uso (1997-1998), se pudo constatar un asentamiento diferencial máximo de 2 pulgadas, entre el estribo sur del puente (en pilotes) y el relleno de las rampas de acercamiento. De observaciones recientes de ese estribo (octubre de 2005) se puede inferir un asentamiento diferencial adicional de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  pulgada en los últimos seis años. Estos asentamientos no han afectado el funcionamiento del puente.

**Palabras Claves:** columnas de piedra, entorno urbano, mejoramiento del suelo, muro mecánicamente estabilizado, puentes.

## CONSTRUCTION CHALLENGES FOR BRIDGE IN A DENSE URBAN ENVIRONMENT USING SOIL IMPROVEMENT TECHNIQUES

**Abstract:** Construction of a bridge over a six-lane primary road was required within a dense urban environment. Severe space limitations and a limited time for construction were additional constraints. A soft soil profile extending 30 to 40 feet below grade affected the bearing capacity, and also caused large settlements and negative skin friction. Use of a surcharge was ruled out because of limited construction space, whereas design of the intersection using a longer bridge structure was more expensive than the use of soil improvement techniques. A series of geotechnical methods were used to develop the project. Stone columns and a reinforced fill mattress were used to increase the bearing capacity and the rigidity of the foundation. The fills required for the bridge embankments were built using mechanically stabilized earth walls. To consider negative skin friction, the piles were separated from the fill by sleeves, while the negative skin friction produced by the in situ soils was incorporated in the analysis as a structural load. Settlements measured during construction did not exceed five inches at the most critical location. During the first two years in service (1997-1998), a maximum differential settlement of 2 inches was observed between the south abutment of the bridge (on piles) and the fill. From recent observations of that

---

<sup>1</sup> Catedrático, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico 00681-9041. E-mail: [jbernal@uprm.edu](mailto:jbernal@uprm.edu).

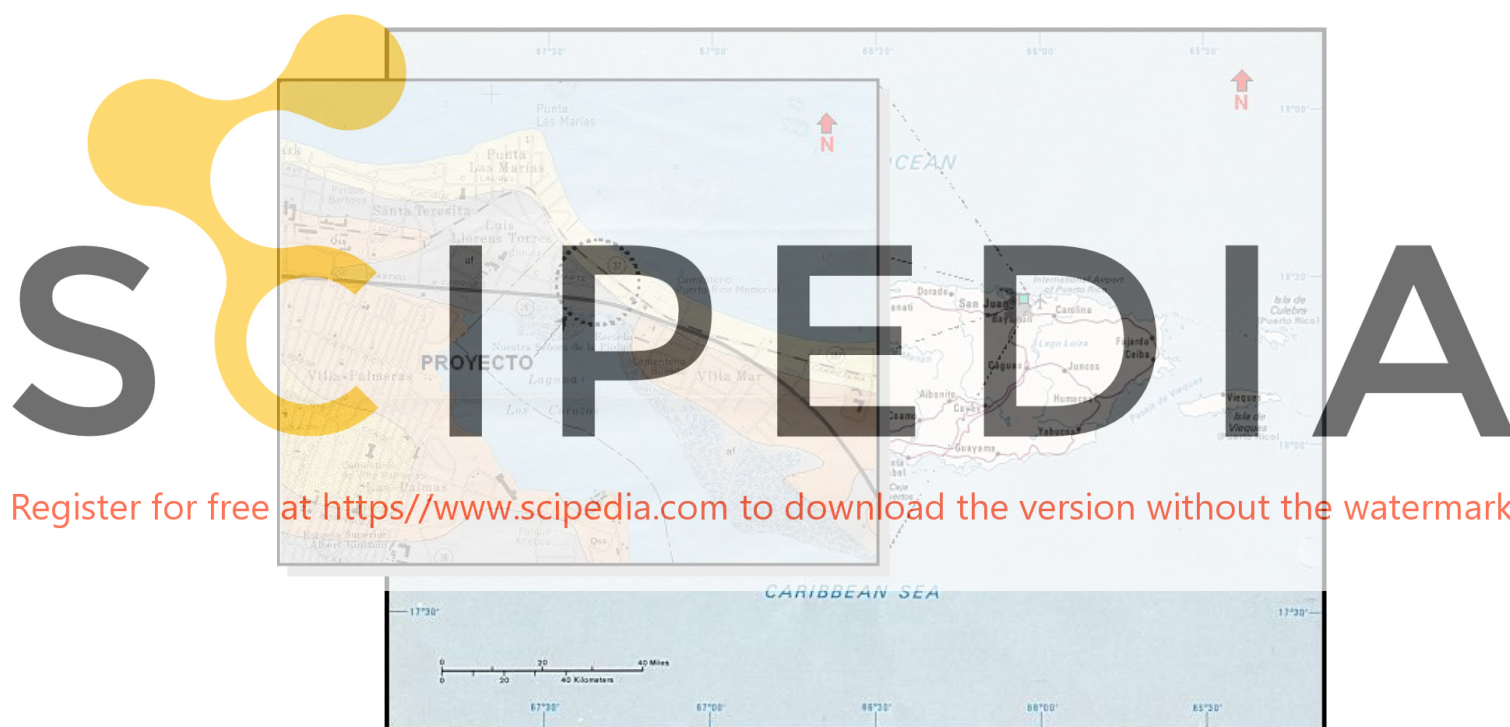
<sup>2</sup> Socio administrador, GeoConsult, Inc., P.O. Box 362040 San Juan, PR 00936-2040. E-mail: [arc@geoconsult.us](mailto:arc@geoconsult.us)

abutment (October 2005), it can be inferred that an additional differential settlement of  $\frac{1}{2}$  to  $\frac{3}{4}$  inch has occurred over the last six years. These settlements have not affected the performance of the bridge.

**Keywords:** bridges, mechanically stabilized wall, soil improvement, stone columns, urban environment.

## INTRODUCCIÓN

La carretera PR26 (conocida como Avenida Baldorioty de Castro) es una vía principal de seis carriles que atraviesa zonas de desarrollos residenciales y comerciales, y conecta las ciudades de San Juan y Carolina al norte de Puerto Rico (Figura 1). Para controlar el flujo vehicular existían una serie de intersecciones semaforizadas a lo largo de la carretera. Sin embargo, el vertiginoso aumento en el tráfico durante las décadas del 70 y 80 creó una condición de congestión continua en dicha vía. Durante la década del 90, la Autoridad de Carreteras y Transportación de Puerto Rico (ACT) inició una serie de proyectos con el objetivo de eliminar los semáforos y convertir la Avenida Baldorioty de Castro en un expreso.



**Figura 1: Localización del proyecto.**

En este artículo se presenta el caso específico de la intersección con semáforos en el kilómetro 7.0 de la carretera PR26, proyecto conocido como el Conector #2. En esta localidad, existe una calle marginal paralela al sur de la carretera PR26, y además se encuentra la carretera PR37, también paralela a la PR26, aproximadamente 50 metros al norte. La intersección original permitía la comunicación entre dichas vías. Luego de estudiar varias alternativas, se decidió conectar la carretera marginal al sur de la Avda. Baldorioty con la PR37 al norte mediante unas rampas de acceso y un puente elevado, eliminando así la intersección con semáforos. El proyecto requería la construcción de rampas, muros de contención y, por supuesto, el puente elevado sobre la Avda. Baldorioty. En este artículo se presentan detalles relacionados a las distintas técnicas de mejoramiento del terreno utilizadas en este proyecto.

En la Figura 2 se muestra la zona del proyecto, que está limitada al norte por una zona residencial/comercial y al sur, por una zona de mangle (arbusto tropical que crece en cuerpos de agua) que forma el borde de la Laguna San José (también conocida como Laguna Los Corozos). Además de las restricciones de espacio en el proyecto, era imposible cerrar los carriles de tráfico para construcción durante un tiempo considerable.



Figura 2: Vista del proyecto, luego de completarse (enero de 1997, aprox.).

CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Geología y fotos aéreas

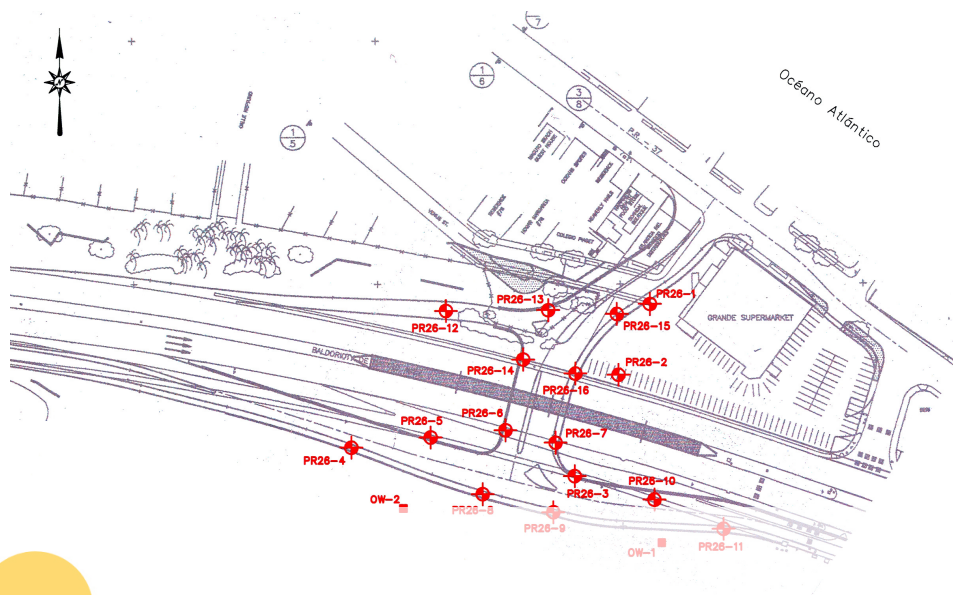
Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

Según el mapa geológico (Pease and Monroe, 1977) en la zona del proyecto se encuentran depósitos superficiales de arena y otros depósitos de la época reciente del período cuaternario. Los depósitos maritales recientes incluyen arenas de playa (que incluyen arenas de cuarzo, fragmentos de caracoles y arenas de origen volcánico) junto a depósitos de arena de cuarzo derivadas de arenas férricas lavadas por el agua (lixiviadas). En las fotos aéreas de 1937, se observa que la zona de mangle queda al sur de la carretera actual, mientras que al norte se encuentra la costa del Océano Atlántico a unos cientos de metros del mangle. Para ese año, el área donde se encuentra el proyecto era un finca de palmeras, estando la actual carretera PR26 en la colindancia sur de dicha finca. La topografía del área es llana y se encuentra 2 a 3 metros sobre el nivel del mar.

### Programa de exploración y resultados

Dado el entorno geológico del proyecto, se anticipaba que la condición del subsuelo sería variable con suelos de baja calidad. El programa de exploración consistió en la ejecución de 16 perforaciones usando muestreo tipo SPT (*Standard Penetration Test*) a profundidades entre 50 y 100 pies (Figura 3). Las perforaciones más profundas se realizaron donde se proponía construir el puente y donde el espesor de relleno sería mayor. Algunos de los barrenos se hicieron usando muestreo continuo para definir la estratigrafía con mayor precisión. Para medir las propiedades mecánicas de los suelos, se tomaron muestras inalteradas con tomamuestras tipo shelby de tres pulgadas de diámetro. El trabajo de laboratorio incluyó pruebas de clasificación (granulometría y límites), pruebas de consolidación y pruebas triaxiales en muestras obtenidas en las zonas de suelos más problemáticos. (GeoConsult, 1995).

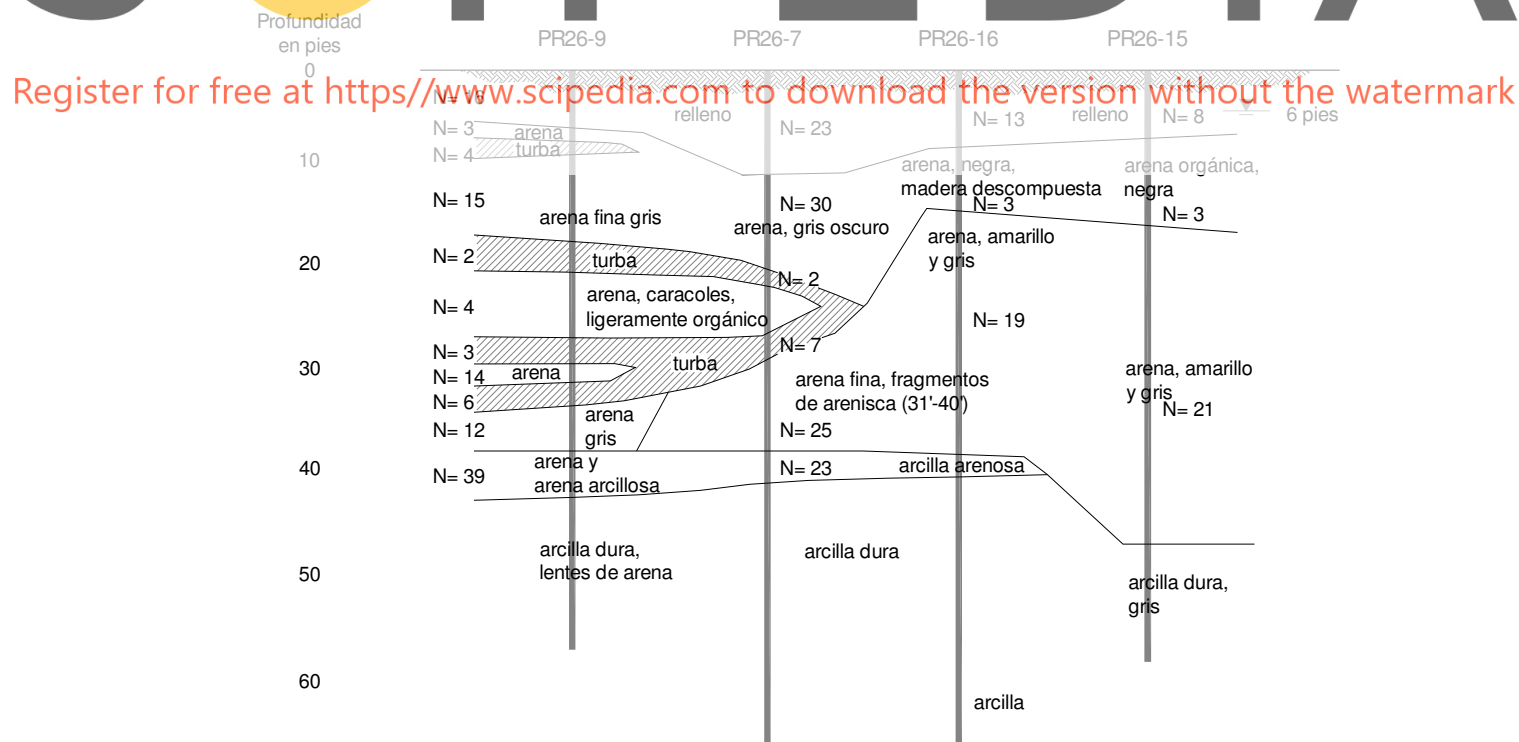
Las perforaciones confirman la presencia de rellenos superficiales seguidos por capas de arenas sueltas de contenido orgánico variable, limos blandos orgánicos y turba. Existen arenas densas o arcillas duras a una profundidad variable de 30 a 60 pies. En algunos de los barrenos se obtuvieron muestras con fragmentos de roca caliza a profundidades mayores de 60 pies. El nivel freático se estableció mediante dos pozos de observación a seis pies de profundidad.



**Figura 3: Investigación del subsuelo.** La figura indica la localización de los barrenos de exploración (PR-26-xx) y los pozos de observación.

En las Figuras 4 y 5, se presentan perfiles del subsuelo norte a sur, y este a oeste, respectivamente, de acuerdo a los resultados de algunos barrenos. En la Tabla 1 se resumen algunas de las propiedades de relevancia de los estratos atravesados.

#### SECCIÓN A TRAVÉS DE PR-26, SUR (IZQUIERDA) A NORTE (DERECHA)



**Figura 4: Perfil norte – sur (longitudinal al puente).** Los valores “N” son promedios.



# LADO SUR, MARGINAL SUR

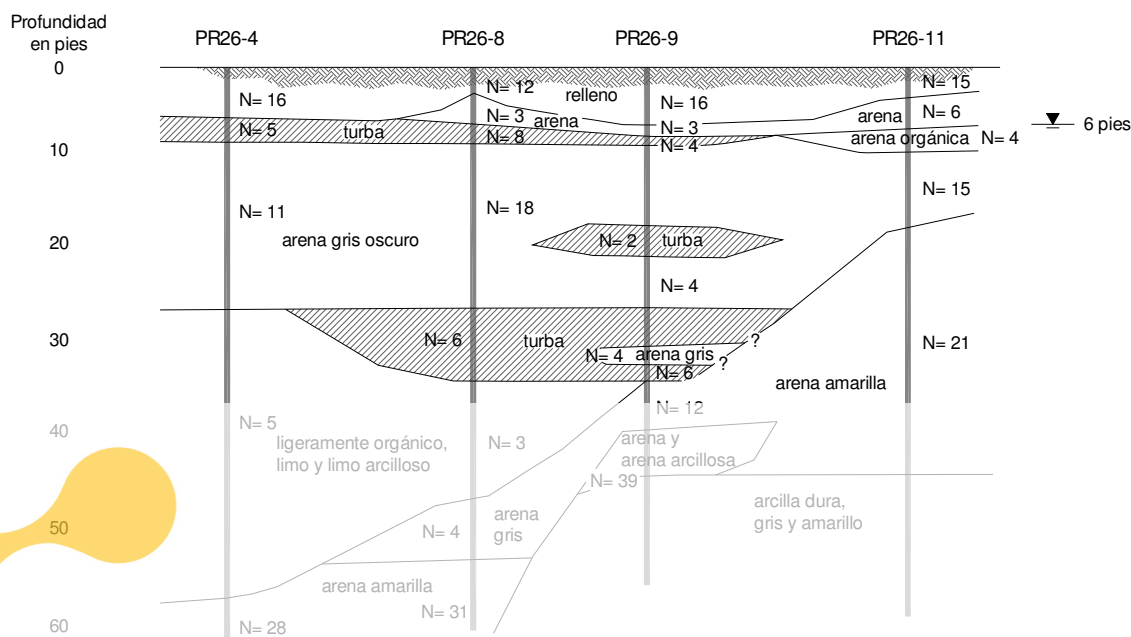


Figura 5: Perfil este – oeste, a lo largo de la rampa sur. Los valores “N” son promedios.

Tabla 1: Valores típicos de las propiedades relevantes de los suelos atravesados en los barrenos PR26-9, PR26-7, PR26-16, y PR26-15.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

| Estrato   | N<br>(SPT) | w<br>(%) | $s_u$ o $q_u^*$<br>(ksf) | CR =<br>$C_c / (1+e_0)$ | RR =<br>$C_r / (1+e_0)$ | $c_v$<br>(pies <sup>2</sup> /d) |
|---|------------|----------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| Relleno   | 3-46       | 8-29     | $q_u = 0-4$              | -                       | -                       | -                               |
| Limos y/o arenas<br>limosas<br>oscuras **<br>6-11% oc *** | 2-7        | 28-55    | $s_u =$<br>0.20-0.55     | 0.12-0.36               | 0.015                   | 0.37 a<br>1.17                  |
| Turba<br>8-25% oc***                                      | 2-10       | 61-224   | $s_u =$<br>0.58-0.85     | 0.26-0.40               | 0.02                    | 0.35 a<br>2.16                  |
| Arenas densas   | 17-39      | 11-22    | -                        | -                       | -                       | -                               |
| Arcillas duras  | 35-58      | 14-23    | >8                       | -                       | -                       | -                               |

\*  $s_u$  de pruebas triaxiales;  $q_u$  de penetrómetro manual

\*\* contenido de finos, 4 a 29 por ciento

\*\*\* oc = contenido orgánico

Con los datos presentados en las Figuras 4 y 5, y la Tabla 1, podemos resumir la condición del subsuelo como sigue. La capa superficial consiste de un relleno que tiene un espesor de 6 a 12 pies, es de naturaleza variable y se encuentra en una condición de baja densidad. Las arenas y arenas limosas con contenido orgánico, los limos orgánicos y la turba que se encuentran bajo el relleno presentan valores de resistencia a la penetración menores de 10 en la prueba estándar de penetración (SPT), tienen contenidos de humedad elevados y son de compresibilidad moderada a muy alta de acuerdo a los resultados de pruebas de consolidación. Finalmente, a profundidades variables entre 20 a 50 pies, se encuentran arenas densas y/o arcillas duras que representan estratos competentes. Con la información del resto de los barrenos, se hace evidente que el espesor del estrato compresible es mayor en la dirección oeste, donde comienzan las rampas y las cargas de relleno nuevo serán menores.

De los resultados de las pruebas de consolidación se puede suponer que los estratos están levemente preconsolidados hasta 30 pies (OCR ~ 1.5) y normalmente consolidados a más profundidad, hasta llegar al manto de arcilla dura, la cual para efectos de este análisis se tomó como incompresible.

### **Problemas planteados por la condición del subsuelo**

Para conectar las carreteras existentes con el puente, se requerían rampas sobre relleno con alturas desde cero a 25 pies. El relleno ejercería una presión máxima sobre la superficie del terreno de aproximadamente 3000 lb/pie<sup>2</sup>. La presencia de suelos blandos y sueltos requería que el puente se construyera sobre pilotes de acero. Para las rampas, las limitaciones de espacio imponían muros verticales, pero la capacidad de sustentación era insuficiente, además de que existían suelos potencialmente licuables. Finalmente, las cargas causarían asentamientos importantes, mayormente por causa del material orgánico y cohesivo, el cual tomaría tiempo en consolidarse. Por consiguiente, el desarrollo del proyecto confrontaba problemas de capacidad de carga, asentamientos totales considerables, asentamientos diferenciales del muro que pudieran afectar su comportamiento, potencial de licuación, y fricción negativa en los pilotes.

#### **a) Asentamientos**

La combinación de rampas con un máximo de 25 pies de altura, y la presencia de turbas y suelos orgánicos bajo el área del proyecto, producirían asentamientos totales que se estimaron en 21 pulgadas en el lado sur y 7 pulgadas en el lado norte. De este asentamiento total, 6 pulgadas (lado sur) y 4 pulgadas (lado norte) correspondían a asentamientos mientras se construían las rampas. El tiempo requerido para los asentamientos totales se estimó en 180 días en el lado sur y 87 días en el lado norte. En adición, usando correlaciones de Mesri (1973) se estimó que los depósitos de turba y suelos orgánicos causarían asentamientos por consolidación secundaria del orden de 3 pulgadas cada 40 años, particularmente al lado sur.

#### **b) Capacidad de carga y estabilidad de los terraplenes**

Los cálculos de capacidad portante y de estabilidad demostraron que el subsuelo carecía de la resistencia necesaria para soportar las cargas del terraplén, especialmente en la eventualidad de un terremoto. Para esta evaluación se realizaron análisis de estabilidad usando la resistencia no-drenada de los suelos orgánicos y cohesivos a partir de las pruebas realizadas. Los análisis indicaban que el factor de seguridad a corto plazo (mientras se construía el terraplén) era menor a uno. Si se despreciaba el efecto del relleno existente (por ser muy variable en la zona), el análisis era menos favorable aún.

#### **c) Fricción negativa**

En el área donde el puente estaría próximo al terraplén se crearía una condición de diseño especial. Debido a que los asentamientos de consolidación secundaria ocurrirían luego de terminada la construcción del puente, los suelos blandos se asentarían con relación a los pilotes, imponiendo cargas adicionales a los pilotes por fricción negativa. Esta situación incrementaba la carga axial sobre el pilote y tenía que tomarse en cuenta.

#### **c) Licuación**

Puerto Rico se encuentra en una zona de alguna sismicidad y se anticipa que un terremoto de magnitud 7.5 pudiera afectar la isla con aceleraciones máximas en la superficie del orden de 0.20g a 0.25g. La presencia de arenas finas en el perfil, con valores de "N" bajos (<10) y un nivel freático alto eran indicio que las arenas podían perder capacidad durante un terremoto. Esta situación afectaría las rampas de entrada al puente creando fallas localizadas del terraplén. Aunque el potencial de licuación no era crítico, era necesario considerar esta posibilidad en el diseño.

## EVALUACIÓN Y SOLUCIONES

### Alternativas consideradas

La condición del proyecto dentro de un entorno urbano limitaba las soluciones viables. En las primeras etapas del diseño se hizo evidente que se requería una solución que, además de minimizar el asentamiento y atender el problema de capacidad de sustentación del terreno, incorporara una técnica de construcción funcional en un espacio limitado y fuese rápida. Con estimados de costo se estableció que la construcción de las rampas del puente en estructuras resultaba más costosa que otras soluciones.

Entre las alternativas consideradas figuraron el uso de relleno liviano (Crumley, 2002) y el uso de técnicas de mejoramiento de suelos. Los materiales livianos considerados para el terraplén fueron poliestireno y hormigón espumoso. La solución con relleno liviano se descartó (en 1996) por no haber experiencia local con la técnica y ser éste un proyecto crítico para el dueño. La técnica de mejoramiento de suelos probablemente más utilizada, la sobrecarga, estaba limitada por el espacio físico disponible y por el tiempo. La sobrecarga debía construirse próximo a la avenida y los taludes de la misma iban a limitar el espacio disponible para la construcción y el manejo del tráfico; y además el mangle al sur no podía afectarse. El uso de una sobrecarga también requería construir en etapas debido a la pobre capacidad de sustentación del terreno. Esto alargaría el tiempo de construcción del proyecto, aspecto crítico para un proyecto de carreteras en un ambiente urbano. Estas limitaciones hicieron que se considerasen otras técnicas de mejoramiento de suelo.

Existen diversas técnicas de mejoramiento de suelos que han estado en desarrollo continuo durante los últimos 35 años (Welsh, 1987; Schaefer, 1997). Para las condiciones de suelo existentes y los requisitos del proyecto, se determinó que el mejoramiento del suelo mediante el uso de columnas de piedra era una técnica apropiada. Esta técnica no requería espacio de construcción adicional al existente, y se estableció que dentro del término de varios meses estaría completada la construcción de las columnas y se podría comenzar la construcción de las rampas. El uso de esta técnica produciría efectos positivos múltiples, pues reduciría los asentamientos esperados y mejoraría la capacidad portante del terreno. Las columnas además proveerían un mecanismo de mitigación para el problema de licuación al servir como elemento drenante que disipa el exceso de presión de poros que es generado durante un sismo (Dobson, 1987).

Para los muros verticales, se optó por un muro con suelo mecánicamente estabilizado, ya que este tipo de muro distribuye los esfuerzos al terreno más uniformemente. Además, éste es un tipo de muro que tolera asentamientos diferenciales mejor que un muro rígido de hormigón. Hay que recordar que las columnas de piedra no eliminarían el asentamiento satisfactoriamente, la reducción de éste que construyeron se logró al usar el sistema de colado y se optó por usar colas para los taludes.

### Mejoramiento del suelo: uso de columnas de piedra

La técnica de mejoramiento de suelos mediante columnas de piedra ha sido usada en Europa desde la década del 50 y en los Estados Unidos de América desde la década del 70 (Bachus and Barksdale, 1989). La construcción envuelve el reemplazo parcial y/o desplazamiento de los suelos pobres y compresibles con una serie de columnas verticales de piedra compactada. Existen varias formas de lograr este objetivo, pero todas tienen en común la creación de un hueco cilíndrico en el suelo y la posterior colocación de piedra compactada en el mismo. Para la tarea de crear el hoyo se utiliza un equipo especial denominado el vibroflot. Este es un vibrador cilíndrico especial, de unas 12-18 pulgadas de diámetro y de varias toneladas de peso, y que se suspende de una grúa y va penetrando el terreno hasta la profundidad deseada. De encontrarse suelos duros es necesario prebarrenar para sobrepasar esa zona.

En el método de vibro-reemplazo mojado, el vibroflot penetra en el terreno con la ayuda de un chorro de agua que emerge del aparato. Esta circulación de agua es continua durante la construcción de la columna por lo que este procedimiento requiere cantidades considerables de agua. El agua sirve para remover el material indeseable del hoyo. El agua utilizada al emerger en la superficie está contaminada y su disposición puede representar un problema. Un segundo método, el de vibro-reemplazo seco, no requiere de agua en su ejecución. En ese caso, el vibroflot se hace avanzar por su propio peso (5,300 libras, más el peso de tubos y otros aditamentos), desplazando el suelo hacia los lados y creando un hueco. Se insertan cucharones de piedra limpia por un tubo que atraviesa el vibroflot. Este procedimiento tiene la ventaja que no usa agua y que el tubo se deja insertado hasta el fondo donde se está inyectando la arena, creando una columna continua de grava (Figura 6). Este fue el método utilizado en el proyecto.



(a)



(b)

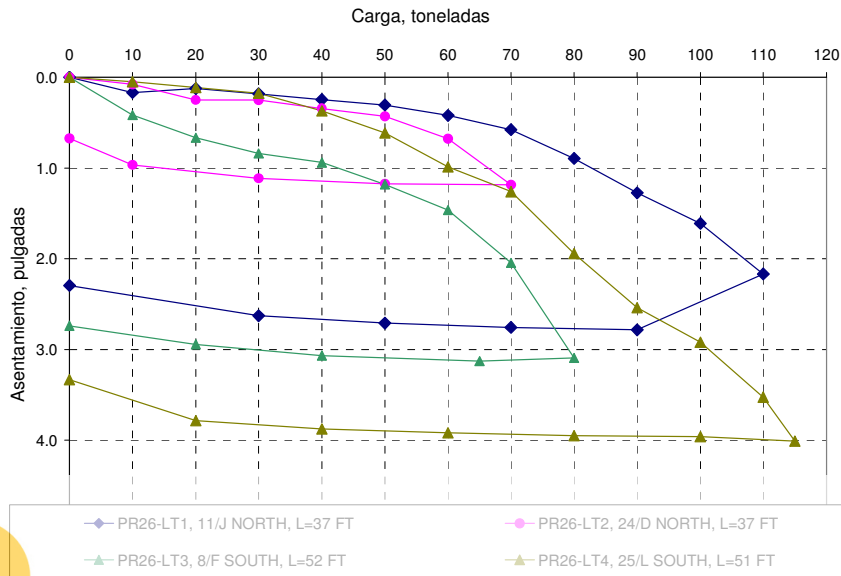
**Figura 6: a) Vibroflot usado en el método mojado. b) Vibroflot utilizado en el método seco. La piedra se inserta por el embudo en la parte superior de la columna y sale por el tubo, al lado de la punta del vibroflot.**

Las ventajas de las columnas de piedra son múltiples. En primer lugar, la creación del hoyo fuerza el suelo existente en una configuración más compacta mejorando así sus propiedades mecánicas. El grado de mejoramiento que se puede lograr de esta manera es mayor en arenas limosas y arcillosas, pero es difícil de cuantificar. En segundo lugar, la inserción de un elemento (la columna de piedra) más rígido que el suelo existente, mejora las características de la masa. El resultado es que las columnas de piedra reducen los asentamientos y aumentan la capacidad de sustentación del suelo. Dependiendo de la condición del suelo y de la densidad de las columnas de piedra, es posible obtener reducciones en asentamiento de 30 a 40 por ciento. Mientras menor sea el espaciamiento entre columnas, mayor el mejoramiento aunque obviamente a un costo mayor. Dadas las incertidumbres existentes en estos análisis, se ha encontrado que los estimados de asentamiento pueden variar considerablemente. Bachus and Barksdale (1989) presentan un resumen de las distintas metodologías. Finalmente, la presencia de unos elementos verticales con permeabilidad mayor que el terreno existente provee un escape al exceso de presión de poros generado durante un evento sísmico.

Las columnas se diseñaron usando grava de tamaño menor de tres pulgadas con no más del 10 por ciento de material con tamaño menor de 1/2 pulgada y menos del 5 por ciento de material fino (<tamiz 200). El diámetro de las columnas era de 42 pulgadas, insertadas en un arreglo triangular cuyo espaciamiento dependía del espesor del relleno. En el área donde el relleno alcanzaba la altura máxima se usó un espaciamiento de 6 pies para las columnas, mientras que en las áreas donde las rampas bajaban se recomendó un espaciamiento de 8 pies. Se estimaron largos de columnas en el lado sur variando entre 30 y 60 pies (promedio 45 pies), y variando entre 25 y 45 pies en el lado norte (promedio 30 pies).

Para revisar el comportamiento de las columnas de piedra se especificó la ejecución de cuatro pruebas de carga. Dos de ellas se harían sobre columnas rodeadas de otras columnas ya instaladas y las restantes dos se harían antes de instalar las columnas circundantes. Las cargas se aplicaron con un gato hidráulico sobre una placa reforzada de 42 pulgadas de diámetro, reaccionando contra pesas de hormigón. La carga máxima anticipada ocurriría en la zona de mayor espesor de relleno y se estimó que sería del orden de 60 toneladas. Con la carga de 60 toneladas, las cuatro pruebas indicaban asentamientos del orden de 0.4 a 1.3 pulgadas (Figura 7). Debido a la relativamente corta duración de estas pruebas, pudiera decirse que estos resultados solamente indicaban el valor mínimo de asentamiento inmediato. Luego de construir las columnas e imponer las cargas del terraplén, se iniciaría un proceso de consolidación del suelo. Esto daría lugar a mayores asentamientos a largo plazo.

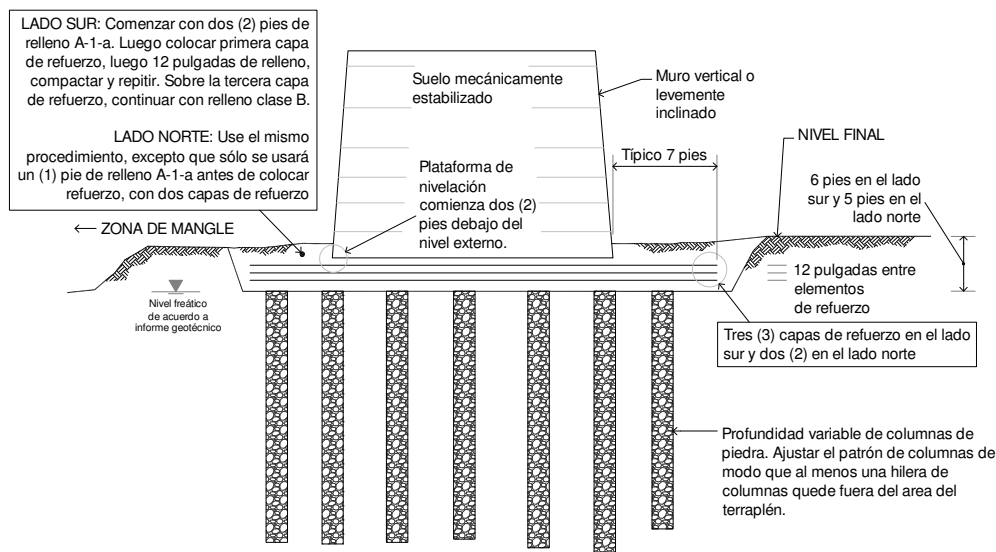




**Figura 7: Comportamiento de columnas de piedra durante pruebas de carga. Diámetro nominal es de 42 pulgadas.**

### Mejoramiento del suelo: platea de relleno reforzado

Para aumentar la estabilidad de los terraplenes en las zonas donde la rampa era mayor de ocho pies sobre el nivel inicial, se utilizó una solución que incluía una platea de relleno compactado que sería reforzado por un sistema de geomallas (Figura 8). Se excavaría hasta seis pies desde la superficie existente, que en muchos casos incluía relleno suelto y arenas o arcillas orgánicas del mangle que aún existe allí, colocando dos pies de relleno granular compactado y luego una secuencia de geotextil con relleno compactado. El geotextil seleccionado alcanzaba una resistencia en tracción de 1,000 libras por pie lineal. Usando las geomallas entrelazado con el relleno compactado, el factor de seguridad a corto plazo aumentaba a 1.1; a largo plazo el factor de seguridad se estimó sobre los en el punto más alto del terraplén. Para el caso sísmico el factor de seguridad era adecuado pues sobrepasaba 1 en el peor de los casos.



**Figura 8: Conceptos de diseño del proyecto al lado del mangle: columnas de piedra, platea con relleno compactado y reforzado; muros con suelo mecánicamente estabilizado.**

## Uso de muros con suelo reforzado

La magnitud de los asentamientos máximos, aún después de instalar las columnas de piedra, era considerable. Sin mejorar el terreno, los estimados de asentamiento eran de 7 a 21 pulgadas de asentamiento; con el mejoramiento mediante las columnas, pudieran reducirse a un tercio de estos valores. Aún así, los muros de retención a cada lado de las rampas de acceso estarían sometidos a asentamientos diferenciales. Se decidió incorporar muros de suelo reforzado considerando su gran capacidad para manejar asentamientos diferenciales. Los muros con suelo reforzado además tienen la ventaja de que distribuyen la carga del relleno de manera más uniforme. En la década del 90, la ACT ha utilizado con gran frecuencia este tipo de muro en sus proyectos y ha usado muchas variantes de los mismos: muros con paneles de hormigón prefabricados, muros con bloques modulares, muros con geosintéticos y muros con malla de alambre (Bernal y Cuevas, 2002). Para las condiciones del proyecto, se consideró que un muro con malla de alambre (*welded wire wall*) tenía unas ventajas sobre los demás tipos de muro. En particular, cuando se evaluaba el itinerario de construcción, surgía la situación de que el muro se estaría asentando según fuese construido. Esto crearía unos asentamientos diferenciales entre el suelo reforzado y la fachada del muro que podían ser perjudiciales. Esta situación era crítica en el estribo sur donde se anticipaban asentamientos considerables. Con el muro con malla de alambre se podía construir el muro, esperar que ocurriese gran parte de los asentamientos y finalmente colocar los elementos de la cara del muro. En la Figura 9 se muestra la rampa suroeste durante la construcción. Se puede apreciar, en dicha foto, el muro con malla de alambre construido y los paneles de la fachada sin colocar.



**Figura 9: Vista de rampa suroeste y muro con mallas de alambre. A la derecha se notan los paneles de hormigón que finalmente formarían la fachada del muro. Estos se colocaron luego de ocurrir la mayoría de los asentamientos.**

## Pilotes y fricción negativa

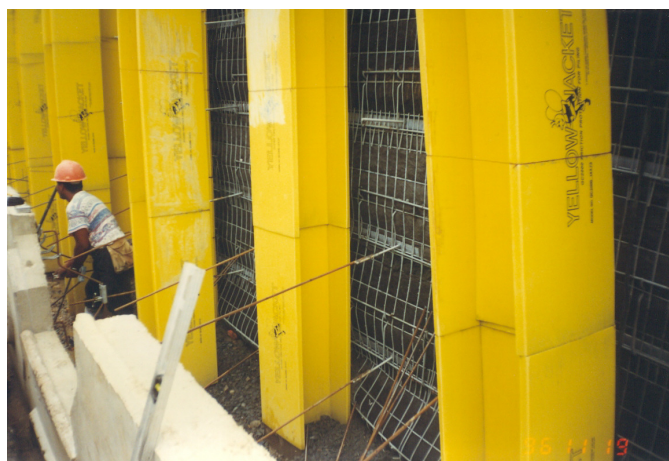
Para la cimentación del puente se utilizaron secciones HP de acero, tipo de pilote muy utilizado por la ACT. Para una carga de diseño de 100 toneladas, se seleccionó una sección HP14x73 y se estimaron longitudes de 60 a 85 pies de penetración. La resistencia de los pilotes se generaría principalmente en los estratos competentes (arenas densas y arcilla duras) del perfil (Figuras 4 y 5). Debido a las limitaciones de espacio, la hincada de los pilotes debía ser realizada al comienzo del proyecto, de modo que los pilotes estarían en sitio antes de la construcción del terraplén.

El problema principal de la cimentación era manejar la carga adicional generada por la fricción negativa. Hannigan et al. (1997) citan un número de técnicas para reducir la magnitud de dicha fuerza. En la porción del pilote que quedaba sobre el nivel original del terreno, el diseño inicial incluía la utilización de tubos corrugados rellenos de arena suelta. Se hincaban los pilotes y luego se insertaba la sección del tubo; así se hizo para el estribo norte (Figura 10). Sin embargo, el contratista propuso una variación para el estribo sur donde se minimizaba la carga por fricción negativa en el relleno por medio de camisillas conocidas por el nombre Yellow Jacket que se adaptaban al perfil del pilote (Figura 11). Para la porción del pilote en contacto con los suelos compresibles no se tomaron medidas para mitigar la fricción negativa. Estas cargas fueron consideradas en el análisis de los resultados de las pruebas de carga, según se explica a continuación.

La fuerza de fricción negativa generada por el suelo in-situ, se estimó a base del espesor del material compresible. El factor de seguridad usado para tomar en cuenta la fricción negativa fue de 1.5, considerando la capacidad medida al probar el pilote ( $Q_{ult}$ ) y las cargas actuando ( $Q_{str}$ ), versus la resistencia disponible. Para calcular el factor de seguridad se descontó la fricción negativa (NSF), de la capacidad disponible (según el resultado de las pruebas de carga) y se sumó dicha cantidad a las fuerzas actuando sobre el pilote, de modo que  $FS = (Q_{ult} - NSF) / (Q_{str} + NSF)$  (Paniagua et al., 1979). Las cargas estructurales eran de 100 toneladas (1 ton=2000 libras), mientras que el estimado de fricción negativa variaba entre 30 a 50 toneladas. Por lo tanto, para lograr el factor de seguridad deseado era necesario lograr una capacidad alrededor de 275 toneladas durante la prueba de carga.



**Figura 10: Estribo norte con tubos corrugados para reducir fricción negativa por el relleno. En el segmento del pilote debajo de la elevación ilustrada ocurriría fricción negativa sobre el pilote.**



**Figura 11: Estribo sur con camisillas tipo *Yellow Jacket* para reducir fricción negativa en el relleno.**

## Licuación

Los espesores de arena potencialmente licuable llegaban hasta 15 pies, aunque variaban en todo el proyecto por la naturaleza variable de suelos depositados en un ambiente de costas. El potencial de licuación de las arenas existía, pero no se consideraba significativo dado que el espesor de la capa licuable era menor que las capas superiores que no se

licuarían; en un caso extremo la estructura (el terraplén) podría manejar asentamientos diferenciales. El uso de las columnas de piedra se consideró que proveía un efecto mitigador para la condición de licuación.

## CONSTRUCCIÓN Y OBSERVACIONES

Junto a los diseñadores (CMA de San Juan, Puerto Rico) se preparó un plan de acción en que se instalarían las columnas de piedra seguido por la instalación de pilotes, para luego colocar el relleno. La construcción de la platea de relleno se realizó inmediatamente después de terminar las columnas y se procedió a instalar pilotes simultáneamente con la colocación de relleno. En cada lado del puente se usarían muros mecánicamente estabilizados.

Para las columnas de piedra el método de instalación finalmente seleccionado fue el método seco. Fue necesario crear un sistema de control de calidad para asegurar que las columnas se construyesen según el diseño y cumpliesen con su propósito. Era necesario lograr el diámetro especificado y también densificar la grava que se instalaba. El efecto de densificar la grava se observa en un aumento importante en el amperaje del motor vibrador; sin embargo, también es necesario alcanzar el diámetro estipulado y tratar que la columna sea uniforme, lo cual se logra mediante mediciones del volumen de piedra. Se calibró la pala del equipo cargador para así poder cuantificar el volumen de piedra insertada a todo lo alto de la columna. Los registros que se prepararon permitían determinar continuamente la inserción de piedra para así asegurar un diámetro más o menos uniforme a lo largo de cada columna. La densificación se logra mediante la aplicación de energía al sistema, y la energía eléctrica es potencia (voltaje por corriente) por tiempo. Por lo tanto, era importante tratar de asegurar un tiempo mínimo en cada elevación del vibroflot para lograr suficiente compactación. Se calibró el equipo usado para insertar las cargas de piedra, determinándose que era necesario instalar un canasto de piedra cada 4.7 pies de avance del vibroflot para asegurar la construcción de columnas de diámetro más o menos similar a todo lo alto.

Al lado norte, se instalaron 265 columnas con largo promedio de 39 pies. El número de cucharones de piedra instalados indica que el diámetro promedio fue de 41 pulgadas. Al lado sur, se instalaron 643 columnas de piedra con largo promedio de 41 pies. El diámetro promedio logrado para estas columnas de piedra fue de 40 pulgadas. La instalación de las columnas de piedra se realizó en cuatro meses, incluyendo las pruebas de carga.

Los asentamientos medidos en el estribo norte fueron similares a los pronósticos de cuatro pulgadas en el punto más alto del terraplén y no hay evidencias de asentamientos significativos posteriores a la construcción. Al lado sur se habían calculado asentamientos máximos de 19 pulgadas sin mejorar el subsuelo. Los asentamientos medidos durante la construcción con el mejoramiento del subsuelo fueron de 3.9 a 4.4 pulgadas. Posteriormente, entre noviembre de 1996 hasta enero de 1999, se observaron desplazamientos relativos entre el estribo (en pilotes) y la rampa de relleno del puente, que varían entre  $\frac{3}{4}$  pulgada y 2.0 pulgadas. Esto indicaría asentamientos totales hasta ese momento de 4.7 a 6.4 pulgadas, aproximadamente un tercio del valor pronosticado para el suelo sin mejoramiento. De observaciones recientes del estribo sur (octubre de 2005), se puede inferir un asentamiento diferencial adicional de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  pulgada en los últimos seis años.

La hinca de pilotes se realizó en algún momento mientras se instalaban las columnas de piedra. Se hizo una prueba de carga en cada pilastra, ambas sobre pilotes de 77 pies de largo. Al lado norte no se pudo fallar el pilote con 240 toneladas de carga mientras que al lado sur la falla ocurrió a aproximadamente 230 toneladas. Estos resultados se tomaron en cuenta al confeccionar los criterios de hinca. Los largos de los pilotes se modificaron según el conteo de hinca para así lograr la capacidad requerida de 275 toneladas. Solamente había 25 pilotes en cada estribo, los cuales se hincaron a profundidades de 76 a 98 pies.

Para las rampas de cada lado del puente, se usaron muros mecánicamente estabilizados. En la rampa norte, debido a los asentamientos pequeños, se instalaron los paneles según se construía el muro. Sin embargo, en la rampa sur, se usó un muro con malla de alambre y los paneles de la fachada final se instalaron después de que ocurrieron los asentamientos. En la cara sur de la rampa sur (que solamente era accesible desde la zona con mangles) se dejó el muro con malla de alambre sin paneles, sellándose la cara mediante hormigón a chorro (*shotcrete*).

## COMENTARIOS FINALES

La utilización de varias técnicas novedosas en una zona de suelos problemáticos, dentro de un denso entorno urbano, fue crucial para la construcción del proyecto. Se logró reducir los asentamientos y se aceleró el tiempo de construcción, de modo que la intersección fue completada a tiempo. Las paredes de la rampa y las carreteras que se construyeron han funcionado perfectamente pasado nueve años desde el fin de la construcción.



En proyectos de columnas de piedra, debe especificarse el método a usar para instalar las columnas (*dry* versus *wet*). El método seco es mucho más limpio y conlleva menos problemas tipo ambiental tales como disposición de las aguas. Se necesita establecer criterios de instalación y aceptabilidad, sea mediante pruebas de carga, medición de ondas sísmicas Vs (método no tan común en 1996) o pruebas comparativas (perforaciones SPT o sondeos CPT) antes y después de la instalación de las columnas de piedra. Es esencial tener buena inspección y asegurar que se instale correctamente. Se requiere instruir a los inspectores sobre los requisitos de instalación y la metodología a usarse.

El tiempo de construcción fue menor de un año, lo cual respondía a las necesidades del proyecto. El proyecto se subastó en enero de 1996 y se comenzó en marzo. Fue terminado en enero de 1997.

## REFERENCIAS

- Bachus, R. C. y Barksdale, R. D. (1989). "Design methodology for foundations on stone columns", *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, Vol. 1, pp- 244-257. Proceedings of the Congress sponsored by the Geotechnical Engineering Division and the Construction Division of the American Society of Civil Engineers, Evanston, Illinois, June 25-29.
- Bernal, J. B. y Cuevas A. (2002). "Muros con suelo reforzado en la ACT: Una visión histórica", *Primer Congreso de Diseño y Construcción de Carreteras y Puentes, Autoridad de Carreteras y Transportación de Puerto Rico*, Fajardo, Puerto Rico, 2 de agosto de 2002.
- Crumley, A. R. (2002). "Utilización de rellenos livianos en obras de puentes", *Primer Congreso de Diseño y Construcción de Carreteras y Puentes, Autoridad de Carreteras y Transportación de Puerto Rico*, Fajardo, Puerto Rico, 2 de agosto de 2002.
- Dobson, T. (1987). "Case histories of the vibro systems to minimize the risk of liquefaction", en *Soil Improvement: A Ten Year Update, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers*, No. 12, pp 167-183.
- GeoConsult (1995). "Final Report: Geotechnical Recommendations for Connector Number 2 on PR-26, Carolina to San Juan", Puerto Rico, 9 de Mayo de 1995.
- Hannigan, P. J., Goble, G. G., Thendean, G., Likins, G. E., y Rausche, F. (1997). "Design and Construction of Driven Pile Foundations", *Publication No. FHWA HI 97-013, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation*, Vol. I, Washington, DC.
- Mesri, G. (1973). "Coefficient of secondary consolidation", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 99, No. SM1, pp 123-137.
- Paniagua, J. G., García, L. O., y Crumley, A. R. (1979). "Failure of two bridge abutments due to negative skin friction", *Annual Convention of the American Society of Civil Engineers*, Paper No. 3579, Atlanta, Georgia.
- Pease, M. H. Jr., y Monroe, W. H. (1977). "Geologic Map of the San Juan Quadrangle, Puerto Rico". *Map No. I-1010, Department of the Interior, United States Geological Survey*.
- Schaefer, V. R. (1997). "Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment: Developments 1987-1997", *Proceedings of sessions sponsored by the Committee on Soil Improvement and Geosynthetics of The Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers in conjunction with Geo-Logan '97*, Logan, Utah, July 17-19, Geotechnical Special Publication No. 69, American Society of Civil Engineers.
- Welsh, J. P. (1987). "Soil Improvement: A Ten Year Update", *Proceedings of a Conference sponsored by the Committee on Placement and Improvement of Soils of the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers*, Geotechnical Special Publication No.12, Atlantic City, New Jersey.

